

Néstor R. Rubiano  
Tarek R. Bashandy  
Richard E. Klingner  
Steven C. Sweeney

## Muros Diafragmas en Edificios de Concreto Reforzado

### Comportamiento ante Cargas Paralelas y Perpendiculares al Plano.

**D**urante las últimas cuatro décadas una significativa cantidad de investigaciones teóricas y experimentales sobre el análisis, diseño y comportamiento de muros diafragmas han sido llevadas a cabo. Sin embargo, relativamente pocas de ellas han considerado la respuesta dinámica de estas estructuras al verse sometidas a movimientos sísmicos paralelos y perpendiculares al plano del muro. Además, el efecto del daño en el muro, debido a cargas previas, sobre la resistencia a cargas perpendiculares a su plano, no ha sido suficientemente estudiado. En este informe se presenta, en primer lugar, un estudio experimental reciente en el cual se llevó a cabo una extensa serie de ensayos dinámicos de mesa vibratoria sobre muros diafragmas, sometidos a movimientos sísmicos paralelos y perpendiculares al plano, realizada por el «U.S. Army Construction Engineering Research Laboratories» (USACERL). Seguidamente, se presentan los resultados de un estudio teórico, llevado a cabo en la Universidad de Texas en Austin, en el cual la respuesta experimental obtenida por USACERL es reproducida analíticamente usando modelos de computador. Además, expresiones simplificadas de diseño existentes, para muros diafragmas sometidos a cargas en su plano, son evaluadas y modificadas de acuerdo con los resultados experimentales y analíticos. De otra parte, una nueva expresión para la resistencia de los paneles fuera del plano, desarrollada con base en una analogía con la teoría de líneas de fluencia para placas, es evaluada y algunas recomendaciones de diseño son sugeridas. Finalmente,

implicaciones para el diseño práctico de muros diafragmas e indicaciones para la investigación futura son presentadas.

la gran cantidad de investigaciones teóricas y experimentales llevadas a cabo,

## INTRODUCCION

Una de las prácticas constructivas más comunes en edificios aporticados de concreto reforzado es la de utilizar muros de mampostería no reforzada en fachadas, particiones y cerramientos en contacto directo con las placas de piso y con las columnas. Tradicionalmente, estos muros son considerados por el ingeniero estructural como «no-estructurales» y por ende, sus efectos en el comportamiento de la estructura (diferentes al peso propio) son ignorados. Sin embargo, es claro que dichos muros, al estar en contacto con las vigas y columnas del pórtico, afectan el comportamiento del edificio al verse éste sometido a cargas horizontales (debidas a viento y sismo), lo cual se explica por la gran rigidez de los muros en su propio plano. De hecho, el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes (AIS, 1984), llamado CCCSR-84 en adelante, reconoce los pórticos de concreto rellenos con muros de mampostería como sistema estructural válido y lo denomina «muros diafragmas.» Otro término utilizado en Colombia para estas estructuras es la de «muros de rigidez» (García y Yamín, 1994).

A pesar de que el uso de este tipo de estructuras (conocidos en el idioma inglés como «infilled frames») es bastante extendido y a

no se han establecido métodos racionales definitivos que permitan evaluar su rigidez y resistencia, o realizar su diseño.

En las siguientes secciones se presenta un breve resumen de los principales resultados obtenidos en trabajos teóricos y experimentales, así como sus deficiencias. Este compendio está basado en los presentados por Angel, Abrams, Shapiro, Uzarski, y Webster (1994) y por Rubiano (1995).

## RECuento DE INVESTIGACIONES PREVIAS

### Estudios Experimentales

Un considerable número de investigaciones experimentales y analíticas se ha llevado a cabo a nivel mundial durante las últimas cuatro décadas para establecer la rigidez y la resistencia de los muros diafragmas en su propio plano.

Gran parte de estos ensayos han sido hechos sobre especímenes de un piso y un vano. Algunos estudios han utilizado pórticos de varios pisos (hasta 7 niveles) y varios vanos (hasta 3 luces). Los parámetros estudiados incluyen: el material del pórtico (concreto reforzado y acero estructural); el

- Néstor R. Rubiano ● Tarek R. Bashandy  
Asistentes Graduados de Investigación, The University of Texas at Austin, Austin, Texas 78712, USA
- Richard E. Klingner. Profesorado "Phill M. Ferguson" en Ingeniería Civil, The University of Texas at Austin, Austin, Texas 78712, USA
- Steven C. Sweeney. Ingeniero Estructural de Investigación, USACERL, Champaign, Illinois, USA

material del muro (tolete de arcilla, bloque hueco de arcilla, y bloque de concreto); el tipo de mecanismo de falla (agrietamiento diagonal del muro, aplastamiento del muro, falla por cortante en columnas, o plastificación de las columnas); la escala del modelo (de 1:8 a 1:1), el confinamiento generado por paneles adyacentes; y la resistencia y rigidez relativas del pórtico y del muro.

Los resultados de estas investigaciones muestran que en estructuras de pórticos muy rígidos y resistentes, rellenos con muros débiles, estos últimos se agrietan rápidamente, adaptándose a la deformada de los primeros. En estos casos, se han medido derivas de piso de 0.5% cuando el muro se agrieta y de hasta 1.0% a la resistencia última. De otra parte, cuando pórticos débiles y flexibles son rellenos con muros muy resistentes, estos últimos se agrietan formando una «x» y pueden inducir fallas por cortante o plastificación en las columnas. Para estas estructuras, derivas de 1.5% al agrietamiento y de hasta 3.0% a carga máxima, han sido medidas (Angel et al., 1994).

Sin embargo, la gran mayoría de estas investigaciones han sido realizadas sobre especímenes cargados estáticamente con fuerzas equivalentes predeterminadas que pretenden simular los efectos del sismo. Por lo tanto, la verdadera naturaleza dinámica de la respuesta sísmica de estas estructuras no ha sido investigada suficientemente.

De otra parte, debido a que generalmente los muros son construidos sin refuerzo y no son conectados a los elementos del pórtico, su rigidez y resistencia ante cargas perpendiculares a su plano es muy baja. El análisis del comportamiento de paredes de mampostería bajo cargas fuera del plano ha sido otro tópico de investigación popular desde la década de 1950. Los primeros estudios fueron hechos para

evaluar la resistencia de los muros ante explosiones, debidas particularmente a bombas atómicas (McDowell, McKee y Sevin, 1956). Trabajos posteriores han usado cargas puntuales, distribuidas sobre la superficie del panel, aplicadas mediante gatos hidráulicos servo-controlados (Anderson, 1984). Más recientemente, en múltiples trabajos experimentales, los muros han sido cargados estáticamente utilizando bolsas de aire que aplican una presión lateral uniforme sobre la pared (Dawe y Seah, 1989; Angel et al, 1994).

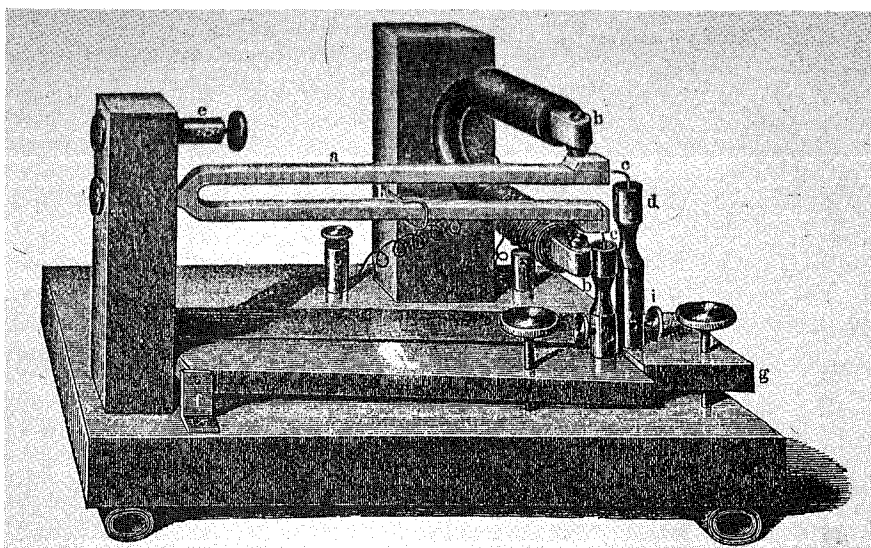
Los resultados experimentales han demostrado que la resistencia fuera del plano depende principalmente de la resistencia a la compresión de la mampostería (en lugar de su capacidad a la tensión, como se suponía antiguamente), de la rigidez del pórtico, y de dos parámetros adimensionales que representan la geometría del panel: la relación ancho/altura,  $l/h$ , y la relación de esbeltez,  $h/t$ .

Nuevamente en este caso, se ha despreciado la respuesta dinámica del muro ante movimientos sísmicos. Además de esta deficiencia, se debe destacar que muy pocos estudios han investigado la resistencia de los muros fuera del plano después de haber sido agrietados por cargas en su plano.

## Investigaciones Teóricas

Varios modelos matemáticos han sido desarrollados para evaluar las características y comportamiento de los muros diafragmas. Para modelar su resistencia y rigidez en el plano, se han utilizado paneles de corte, riostras diagonales equivalentes, elementos finitos, etc. Entre ellos, sin duda la idealización más usada es la de las riostras equivalentes de compresión. En dicho modelo, el muro se reemplaza por una riostra diagonal articulada en sus extremos y conectada a esquinas opuestas del pórtico. Normalmente, las dimensiones transversales de la riostra se establecen de una manera semi-empírica con base en las propiedades de los materiales (del pórtico y del muro), el espesor y dimensiones del panel, y la relación entre las rigideces relativas del pórtico y el muro (Holmes, 1963; Stafford Smith, 1966).

Una idealización similar, aunque más sofisticada, modela el panel por medio de múltiples riostras diagonales y verticales (Thiruvengadam, 1985). Este modelo es capaz de simular la interacción entre el muro y los elementos del pórtico, así como el efecto de las aberturas en el panel (localizando apropiadamente las riostras equivalentes), tanto para cargas estáticas como dinámicas.



Numerosos estudios analíticos han usando el método de los elementos finitos para modelar muros diafragmas. Los trabajos iniciales consideraron únicamente comportamiento elástico e ignoraron la interacción pórtico-muro. Posteriormente, la separación entre el muro y los elementos del pórtico fue incluida, así como la fricción a lo largo de la zona de contacto (Riddington y Stafford Smith, 1977). Otros estudios han considerado elementos finitos del tamaño de los ladrillos, conectados por elementos que simulan el mortero de pega (Page, 1978). Recientemente, el comportamiento no lineal de los materiales ha sido involucrado en análisis inelásticos para reproducir el agrietamiento, rigidez por tensión, y ablandamiento en compresión de la mampostería (Ewing, El-Mustapha, y Kariotis, 1987).

Los estudios analíticos hechos para estimar la resistencia fuera del plano de muros de relleno no reforzados, se basaron inicialmente en la teoría elástica de placas, suponiendo la mampostería isotrópica y homogénea. Este modelo ignora cualquier resistencia de la pared una vez se llega a la resistencia en tensión de la mampostería. Sin embargo, estudios realizados en la década de 1950 (McDowell et al., 1956), ya incluían el efecto de arco en el cálculo de la resistencia del muro. Los modelos iniciales se hicieron bajo la suposición que los muros trabajaban solamente en una dirección y que el pórtico era infinitamente rígido.

Investigaciones modernas (Anderson, 1984) han incluido el efecto de la rigidez real del pórtico, la brecha entre muro y pórtico, y la contracción de la mampostería. Adicionalmente, se ha incluido la acción en dos direcciones del muro por medio de una analogía con el análisis por líneas de fluencia para placas (Dawe y Seah, 1989).

Los modelos de análisis para muros

diafragmas cargados fuera del plano disponibles en la actualidad, varían desde expresiones simplificadas (en función principalmente de la relación altura/espesor,  $h/t$ , del muro), hasta programas de computador basados en la teoría de líneas de fluencia. Sin embargo, muy pocos de ellos tienen en cuenta agrietamiento previo en el muro debido, por ejemplo, a cargas anteriores en el plano. Recientemente, Angel et al. (1994) propusieron un método para evaluar la capacidad de los paneles fuera del plano, incluyendo un coeficiente de reducción de resistencia debido al daño pre-existente en el muro inducido por cargas previas paralelas a su plano.

Es interesante anotar que publicaciones recientes de diseño de estructuras de concreto y de mampostería (Paulay y Priestley, 1992; Stafford Smith y Coull, 1991), no recomiendan el uso de muros de relleno sin refuerzo en zonas sísmicas, principalmente debido a la baja resistencia de estos bajo cargas perpendiculares a su plano.

## INVESTIGACION RECIENTE

En investigaciones recientes se ha estudiado el comportamiento de este tipo de estructuras ante movimientos sísmicos utilizando mesas vibratorias (Bashandy, Rubiano, y Klingner, 1995; Kwan y Xia, 1995; Dawe, Schriver, y Sofocleous, 1989). En estos estudios, modelos a escala han

sido sometidos a movimientos sísmicos simulados, y su respuesta (desplazamientos y aceleraciones) registrada, así como el daño que han sufrido.

En el estudio llevado a cabo por Bashandy et al. (1995), los resultados de una extensa serie de ensayos dinámicos sobre muros diafragma, realizados por el «U.S. Army Construction Engineering Research Laboratories» (USACERL, Laboratorios de Investigaciones Constructivas del Ejército de EE.UU.) entre 1992 y 1993, fueron presentados e interpretados. Adicionalmente, varios modelos matemáticos, de diversos grados de complejidad, fueron utilizados para predecir la respuesta dinámica de los especímenes. Finalmente, expresiones simplificadas para uso en diseño fueron desarrolladas y evaluadas. En esta sección, se dará una descripción breve de dicho estudio.

## Programa Experimental de USACERL

Dos tipos de pórticos de concreto reforzado fueron utilizados para los especímenes: «pórticos débiles» y «pórticos fuertes.» Los primeros fueron diseñados para representar construcciones antiguas (siguiendo el código ACI de 1956), mientras que los segundos para representar edificios modernos (ACI 1989). Cada espécimen consistió en dos pórticos paralelos de un piso y un vano, empotrados al piso de la mesa vibratoria y conectados



entre sí, en el nivel superior, por una placa rígida de concreto, como se muestra en la Figura 1. La escala de los especímenes fue de 1:2.

Para simular las fuerzas inerciales generadas en el prototipo, masas adicionales fueron colocadas sobre la placa. Finalmente, fuerzas de compresión fueron introducidas en las columnas, mediante cables de pretensado, para simular el efecto del peso de pisos superiores. Detalles completos de los modelos de ensayo pueden consultarse en Bashandy et al. (1995) y Rubiano (1995).

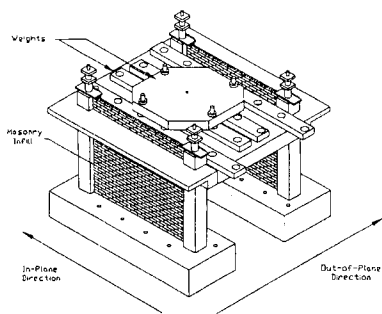


Figura 1. Especimen típico

La instrumentación utilizada consistió en acelerógrafos localizados en la placa superior, a media altura de las columnas, y en la base del pórtico. Así mismo, deformímetros fueron utilizados para medir los desplazamiento absolutos del nivel superior (medidos con respecto a un punto fijo del piso del laboratorio). En los especímenes cargados fuera del plano, varios acelerógrafos fueron colocados en la superficie del muro para medir aceleraciones fuera del plano. Adicionalmente, las deformaciones de algunas barras de refuerzo longitudinal fueron medidas mediante deformímetros eléctricos.

Las resistencias de los materiales utilizados para los especímenes fueron: para el concreto  $f'_c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>; para el acero de refuerzo

$f_y = 4,375$  kg/cm<sup>2</sup>; para el mortero de pega  $f'_c = 140$  kg/cm<sup>2</sup>; y para la mampostería  $f'_m = 350$  kg/cm<sup>2</sup>. El espesor de los paneles de mampostería fue  $t = 4.5$  cm. y su altura  $h = 82.6$  cm, para una relación de esbeltez  $h/t = 18$ .

El programa de ensayos consistió en múltiples series de movimientos sísmicos de magnitud creciente (usando una versión comprimida y filtrada del registro de El Centro de 1940) combinados con ensayos de vibración aleatoria para medir las frecuencias naturales de vibración de los modelos. Inicialmente, cada tipo de pórtico (debil y fuerte) fue ensayado sin el muro de relleno para fisurarlo e introducirle un cierto nivel de daño. Después de lo anterior, el pórtico fue relleno y vuelto a ensayar hasta el agrietamiento del muro (nivel de daño moderado). A continuación, una de las paredes del espécimen fue girada 90 grados horizontalmente y ensayada en la dirección perpendicular a su plano, con su nivel superior conectado al piso del laboratorio por medio de cables (para prevenir la falla del pórtico por simple volcamiento fuera de su plano). Finalmente, y solamente para el pórtico fuerte, el muro fue reparado con mallas de refuerzo en ambas superficies, recubiertas con un mortero de ferro-cemento, y vuelto a ensayar perpendicularmente a su plano, para verificar la efectividad del método de reparación. Adicionalmente, un pórtico «virgen» (sin carga previa paralela a su plano) fue ensayado en dirección perpendicular a su plano.

## Comportamiento ante Cargas Paralelas al Plano del Muro

La respuesta de los especímenes ante cargas en su plano fue evaluada principalmente por medio de curvas carga-desplazamiento (cortante basal vs. desplazamiento del nivel superior),

y en menor escala, por medio de las deformaciones del refuerzo. Además, las características dinámicas de los modelos fueron evaluadas con base en los resultados de los ensayos de vibración aleatoria. En general, los ensayos en los que la aceleración máxima de la base fue baja (menor de 0.5g para pórticos sin muro de relleno, y de 2.0g para pórticos con muro de relleno) produjeron respuestas carga-desplazamiento poco confiables debido a la falta de precisión de los instrumentos.

La respuesta de los pórticos sin muros de relleno alcanzó el rango no elástico. En el caso del pórtico fuerte, el nivel de agrietamiento fue considerable y la rigidez fue reducida significativamente (a niveles de entre el 30% y 50% de la rigidez inicial). En el pórtico debil, varias barras de refuerzo de la viga llegaron a fluencia en tensión en las caras de la columna y el nivel de daño introducido en el pórtico fue mayor que en el caso del pórtico fuerte.

Para el pórtico fuerte se obtuvo una deriva de piso máxima del 0.80% y un cortante basal máximo de 2.10W, donde W es el peso del espécimen. En el caso del pórtico debil la deriva máxima fue del 1.80% y el cortante basal máximo fue 2.80W. En la Figura 2 se muestra la respuesta carga-desplazamiento típica de un pórtico sin muro de relleno.

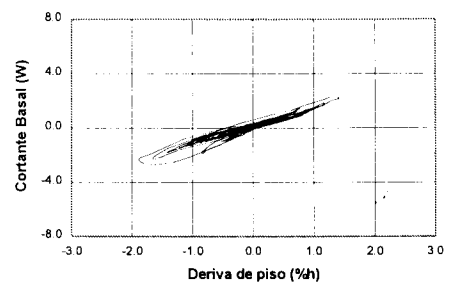


Figura 2. Respuesta experimental típica de pórticos sin muro de relleno ante cargas en el plano

Después de introducir los muros diafragmas a los pórticos, los cortantes basales máximos medidos fueron de  $5.30W$  para el pórtico fuerte y  $7.00W$  para el débil, mientras que las derivas de piso máximas alcanzadas fueron del 2.00% y 2.50% respectivamente. Esto implica que la resistencia de los pórticos aumentó 2.5 veces al adicionar los muros de relleno. Una respuesta carga-desplazamiento típica de muros diafragmas es mostrada en la Figura 3.

Debe aclararse, sin embargo, que los cortantes medidos pueden no corresponder a la resistencia de los especímenes, ya que el cortante basal máximo ocurrió generalmente durante un ciclo histerético aislado, correspondiente a un pico en la aceleración de la base, mientras que el resto de ciclos tuvieron un nivel de desplazamiento mucho menor. Además, en algunos de los especímenes no se observó daño severo ni se alcanzó un nivel apreciable de fluencia en el refuerzo, lo cual implica que los muros podrían tener alguna reserva en su capacidad.

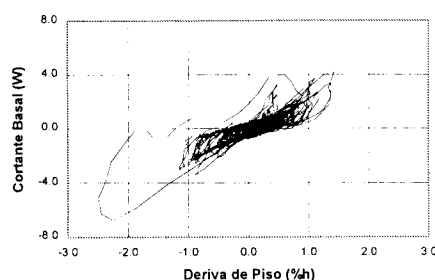


Figura 3. Respuesta experimental típica de muros diafragmas ante cargas en su plano

De otra parte, los desplazamientos medidos durante estos ensayos se consideraron excesivos dada la naturaleza de las estructuras utilizadas y el hecho de que los desplazamientos del prototipo (estructura real) serían el doble de los medidos en los modelos de ensayo. Esta discrepancia en los desplazamientos observados pudo

deberse a fallas en el equipo de adquisición de datos o en los deformímetros utilizados. Como consecuencia, los resultados de desplazamiento y, por consiguiente, los de rigidez (tomados de las curvas carga-desplazamiento) se consideraron no confiables.

Sin embargo, la rigidez de los especímenes fueron obtenidas con base en los resultados de los ensayos de vibraciones aleatorias. Con base en ellos, se estimó que la rigidez final de los muros, después de los ensayos de carga sísmica, se redujo a menos de un tercio de su rigidez inicial.

### Comportamiento ante Cargas Perpendiculares al Plano del Muro

En estos ensayos se utilizaron grupos de 9 a 12 acelerógrafos distribuidos sobre la superficie del muro para medir la aceleración fuera del plano. Así mismo, se dispusieron deformímetros, localizados generalmente en el centro del panel, para medir los desplazamientos laterales del muro. La Figura 4 muestra una respuesta típica carga-deformación de un espécimen bajo movimiento sísmico perpendicular a su plano.

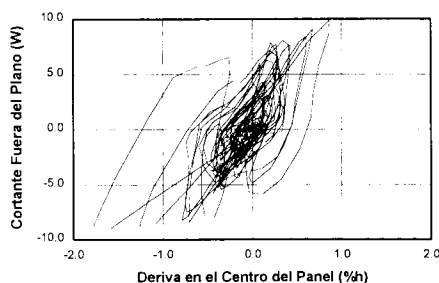


Figura 4. Respuesta experimental típica de muros diafragmas ante cargas perpendiculares a su plano

En ninguno de los ensayos se llegó al colapso de los paneles. Por el contrario, el agrietamiento obtenido fue moderado, aunque extendido. La máxima fuerza cortante perpendicular al plano, aplicada al panel del pórtico «fuerte» con daño previo debido a cargas en su plano, fue de  $6W$ , donde  $W$  es el peso propio del muro (para una aceleración en la base cuyo pico fue 2.8g). En este caso no se midió el desplazamiento lateral del panel. Luego de reparar este espécimen, la máxima fuerza cortante aplicada fue de  $11W$  (para una aceleración máxima de la base de 8.6g). El desplazamiento máximo medido correspondió a una deriva de piso del 1.8%. En el caso del muro «virgen», el cortante máximo llegó solo a  $4.5W$  (aceleración pico en la base de 4.9g). Finalmente, la máxima fuerza aplicada al muro del pórtico «débil» fue de  $10W$  (aceleración en la base de 8.0g).

Debido a que en ningún caso se alcanzó la falla del panel, es difícil obtener conclusiones significativas con respecto a la resistencia fuera del plano de los paneles ensayados. Por lo tanto, las fuerzas cortantes medidas se consideraron solo como un límite inferior de su resistencia real. Sin embargo, si se supone un nivel de daño similar para todos los muros, los resultados sugieren que la reparación del primer panel casi duplicó su resistencia (lo cual se puede explicar en parte, por la disminución en la relación de esbeltez del panel al repararlo).

Con base en los ensayos de vibraciones aleatorias se obtuvieron los siguientes resultados para la rigidez de los paneles para cargas fuera del plano: la rigidez del panel agrietado (debido a cargas en su plano) fue aproximadamente un tercio de la rigidez del muro «virgen»; la rigidez del panel reparado fue alrededor del doble de la del muro agrietado; y, la rigidez de los paneles se redujo a casi un 30% debido a las cargas perpendiculares a su plano.

# IDEALIZACIONES ANALITICAS Y MODELOS SIMPLIFICADOS PARA DISEÑO

## Análisis para Cargas Paralelas al Plano del Muro

Dos programas de computador fueron utilizados para predecir el comportamiento de los muros diafragmas ante cargas sísmicas. En primer lugar se utilizó el programa FEM/I (Ewing et al., 1987), el cual analiza estáticamente paredes de mampostería usando elementos finitos no lineales que consideran estados biaxiales de esfuerzo y agrietamiento (asumiendo las grietas de tensión distribuidas en los puntos de integración de cada elemento). Para simular la respuesta cíclica inelástica del muro diafragma, modelado como un sistema de masa concentrada, se usó el programa LPM/I (Kariotis et al., 1992).

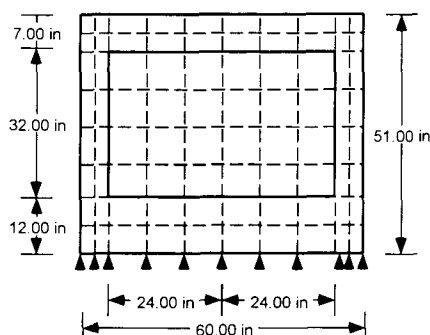


Figura 5. Malla de Elementos Finitos usada para el Análisis con FEM/I

Con el programa FEM/I se obtuvo la respuesta del muro diafragma ante carga monotónica paralela a su plano para tres idealizaciones diferentes del espécimen de ensayo. En primer lugar, los elementos del muro de relleno se modelaron con las propiedades reales de la mampostería, usando la malla de elementos finitos mostrada en la Figura 5. En la segunda idealización los elementos del muro en contacto con el

pórtico se modelaron de forma que su resistencia a la tracción fuera 10% de la resistencia real de la mampostería, para simular la interfaz debil entre el muro y el pórtico. Finalmente, en la tercera idealización solo los elementos de la diagonal en compresión fueron incluidos. La respuesta monotónica para las tres idealizaciones fue practicamente la misma, tanto para fuerzas como para desplazamientos (Bashandy et al., 1995), lo cual confirma que el muro puede modelarse usando solamente una diagonal de compresión en lugar de todo el panel.

En la Figura 6 se muestra la respuesta monotónica carga-desplazamiento obtenida con FEM/I, para los dos tipos de pórtico con muros de relleno. Con base en estos resultados, se obtuvieron los parámetros de rigidez y resistencia para la envolvente de la respuesta cíclica del resorte inelástico usado para modelar los muros de relleno.

Usando el programa LPM/I, el muro diafragma fue modelado usando un resorte no lineal, histerético, y con degradación, cuyos parámetros determinantes fueron desarrollados con base en resultados de ensayos cíclicos de paredes de mampostería reforzada. La Figura 7 muestra la respuesta carga-desplazamiento dinámica típica obtenida con el programa LPM/I.

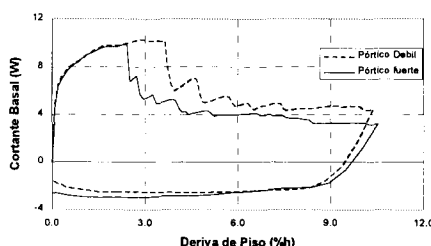


Figura 6. Respuesta Monotónica de los paneles de ensayo obtenida con el programa FEM/I

En general, los niveles de cortante basal fueron estimados muy cercanamente por el modelo

analítico del programa LPM/I. En contraste, los desplazamientos obtenidos analíticamente fueron mucho menores (en un orden de magnitud) que los medidos experimentalmente.

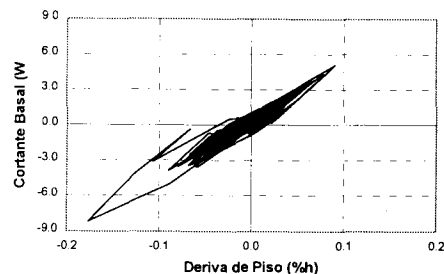


Figura 7. Respuesta dinámica analítica típica de muros diafragma ante cargas en el plano usando LPM/I

Varios modelos simplificados usando riostras equivalentes de compresión fueron estudiados por Thomas y Klingner (1990) y Bashandy et al. (1995). En ambos estudios se concluyó que el método propuesto por Stafford Smith (1966) era el que mejor representaba los resultados tanto experimentales como teóricos de la rigidez inicial de muros diafragma. En dicho modelo, la rigidez del pórtico relativa a la del panel es tenida en cuenta por medio de la longitud de contacto entre ambos,  $a$ . Usando una analogía con la teoría de vigas sobre fundaciones elásticas,  $a$  puede calcularse mediante la Ecuación 1, en la cual  $\lambda$  es un parámetro adimensional que mide la rigidez relativa entre muro y pórtico, y está dado por la Ecuación 2.

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (1)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_i t \sin \theta}{4 E_f I_c L}} \quad (2)$$

En esta expresión,  $E_i$  es el módulo elástico del panel,  $E_f$  es el módulo elástico del pórtico,  $t$  es el espesor del panel,  $q$  es el ángulo de la diagonal principal del panel,  $I_c$  es el momento de inercia de la columna, y  $L$  es la longitud de la viga.

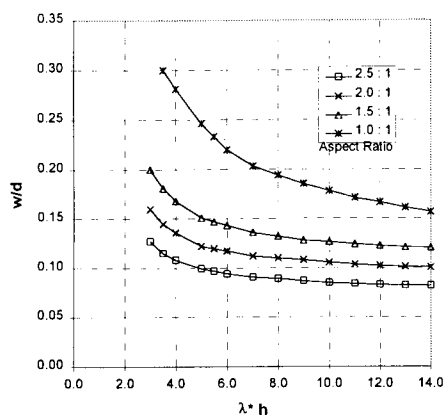


Figura 8. Ancho de la riostra equivalente

Finalmente, Stafford Smith (1966) relacionó la longitud de contacto con el ancho de una riostra diagonal equivalente por medio de las curvas mostradas en la Figura 8, en la que el ancho de la riostra equivalente  $w$  está dado por  $d$  (longitud de la diagonal principal),  $h$  (altura del panel),  $L/h$  («aspect ratio»), y  $I$  (Ecuación 2). Usando estas curvas, el área de la riostra equivalente de compresión se puede calcular por medio de la Ecuación 3.

$$A_{de} = w \cdot t \quad (3)$$

Utilizando las Ecuaciones 1 a 3, junto con las curvas de la Figura 8, se obtiene la rigidez inicial de la estructura. Sin embargo, como se explicó anteriormente, en los ensayos dinámicos se encontró que la rigidez se redujo a un tercio del valor inicial. Angel et al. (1994), por su parte, concluyeron con base en resultados de ensayos estáticos que la rigidez puede reducirse a la mitad al aplicar cargas cíclicas. En cuanto a la resistencia de los muros, Bashandy et al. (1995)

encontraron que el modelo propuesto por Holmes (1963) es el que la predice mejor, particularmente cuando el área de la riostra equivalente,  $A_{de}$ , es calculada con la Ecuación 3 en lugar del valor fijo de  $d/3$  que había propuesto Holmes. En este método, el panel se reemplaza por una riostra cuyo acortamiento se iguala a la diferencia de longitud de la diagonal del pórtico, obteniéndose la carga lateral equivalente que produce falla dada por la Ecuación 4.

$$H = \frac{24EI_c \epsilon'_m d}{h^3 \left[ 1 + \left( \frac{I_c}{I_b} \right) \cot \theta \right]} \cos \theta + A_{de} f'_m \cos \theta \quad (4)$$

En esta expresión,  $E_f$  es el módulo elástico del pórtico,  $q$  es el ángulo de la diagonal principal del panel,  $I_c$  es el momento de inercia de la columna,  $I_b$  es el momento de inercia de la viga,  $d$  es la longitud de la diagonal principal,  $\epsilon'_m$  es la deformación del muro al fallar,  $h$  es la altura del pórtico, y  $f'_m$  es la resistencia a la compresión diagonal del muro de relleno.

## Análisis para Cargas Perpendiculares al Plano del Muro

### Acción de Arco

Experimentalmente, se ha observado que los muros diafragmas pueden soportar cargas perpendiculares a su plano mucho mayores que las estimadas mediante análisis por flexión. De hecho, McDowell et al. (1956) encontraron que la resistencia de vigas empotradas de ladrillo es entre 3 y 6 veces la de vigas simplemente apoyadas. Esto se explica por la generación de fuerzas de compresión en el plano del panel, cuya trayectoria es similar a la de un arco. Debido a ello, la resistencia final del panel

depende en gran parte de la resistencia a la compresión de la mampostería y no de la resistencia a la tensión, como lo supone la teoría de la flexión.

Al analizar la acción de arco o de membrana del panel, se debe idealizar la curva esfuerzo-deformación de la mampostería en compresión. Aunque varias distribuciones de esfuerzo han sido propuestas (triangular, rectangular, bilineal, etc.) la que mejores resultados ha producido es la que utiliza un bloque rectangular equivalente (Bashandy et al., 1995) análogo al prescrito por el código ACI para análisis en flexión.

Otro aspecto a considerar es el mecanismo de agrietamiento del panel. En la serie de ensayos estáticos ante cargas perpendiculares al plano de los muros, llevada a cabo por Angel et al. (1994), se observaron patrones de grietas similares al de la forma deflectada idealizada en la Figura 9. En la serie de ensayos dinámicos analizados por Bashandy et al. (1995), también se observaron este tipo de grietas.

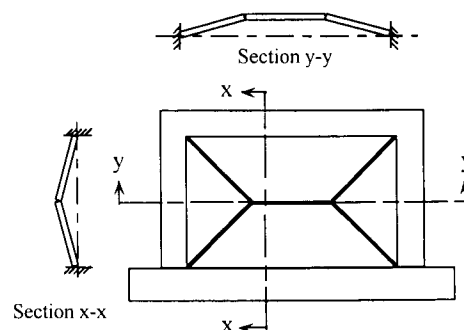


Figura 9. Forma Deflectada Idealizada de un Panel Típico Bajo Cargas Fuera de su Plano

## Método Propuesto para Calcular la Resistencia Fuera del Plano

El patrón de agrietamiento de la Figura 9 implica que la acción de arco existe tanto en la dirección vertical como en la horizontal. La resistencia fuera del plano se

obtiene a una deflexión lateral  $x_y$ , dada por la Ecuación 5 (McDowell et al., 1956), para la cual la resistencia a la compresión  $f'_m$  es alcanzada en los puntos  $m$ ,  $n$ , y  $o$  de la Figura 10.

$$x_y = \frac{t f'_m}{E \epsilon_m} = \frac{t f'_m}{E \left[ 1 - \frac{h}{2L'} \right]} \quad (5)$$

En la Ecuación 5,  $t$  es el espesor del panel,  $h$  la altura del panel,  $E$  es el módulo elástico de la mampostería, y  $L'$  es la longitud original de la diagonal mostrada en la Figura 10. La Ecuación 5 es válida únicamente para las franjas verticales del centro del plano, las cuales experimentan toda la deflexión  $x_y$ . Las deflexiones asociadas con las demás franjas (tanto verticales como horizontales) deben hallarse en proporción a  $x_y$  con base en la geometría de la Figura 9.

El momento resistente asociado con la deflexión  $x_y$  está dado por la Ecuación 6 (Bashandy et al., 1995). Sin embargo, como no todas las franjas verticales y horizontales del panel alcanzan esta deflexión, se supone una relación lineal entre el momento resistente y la deflexión de cada franja

$$M_y = \frac{0.85 f'_m}{4} (t - x_y)^2 \quad (6)$$

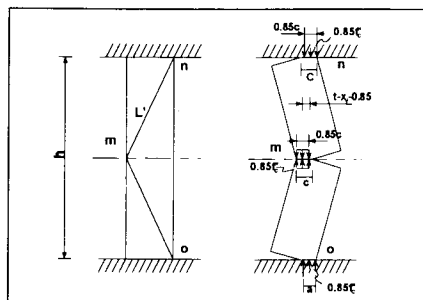


Figura 10. Geometría y Esfuerzos del panel sometido a carga perpendicular a su plano.

Usando la geometría del patrón de agrietamiento supuesto en la Figura 9, la deflexión de cada franja puede calcularse en función de  $x_y$ . Finalmente, la fuerza total,  $W$ , resistida por el panel, dada por la Ecuación 7, es obtenida de la integración de las fuerzas resistidas por todas las franjas horizontales y verticales (Bashandy et al., 1995).

$$W = \frac{8}{h} \left\{ M_{xy} [(l-h) + h \ln(2)] + M_{yh} \left( \frac{x_{yv}}{x_{yh}} \right) \ln \left( \frac{l}{l-h/2} \right) l \right\}$$

En la Ecuación 7,  $x_{yv}$  corresponde a la deflexión vertical máxima (dada por la Ecuación 5) mientras que  $x_{yh}$  corresponde a la proyección máxima de la deflexión de las franjas horizontales (la cual puede también calcularse con la Ecuación 5, midiendo  $h$  y  $L'$  horizontalmente).  $M_{yv}$  y  $M_{yh}$  son los momentos resistentes máximos en las direcciones vertical y horizontal, respectivamente. Los dos pueden calcularse mediante la Ecuación 6 reemplazando  $x_y$  por  $x_{yv}$  o por  $x_{yh}$  según corresponda. Rubiano (1995) encontró que esta expresión es válida para relaciones de esbeltez del muro iguales o menores a 30.

La predicción de la resistencia fuera del plano del panel usado en los ensayos del USACERL dada por la Ecuación 7, es comparada con las resistencias estimadas usando los modelos de Angel et al. (1994) y Dawe y Seah (1989) en la Figura 11. Es claro, que el método propuesto predice valores intermedios para relaciones de esbeltez bajas y valores conservativos para relaciones de esbeltez altas. Nótese, además, las altas resistencias predichas por los tres métodos para el caso particular de los paneles ensayados por el USACERL. Esto se debe, sin duda, a la alta resistencia de la mampostería utilizada en dicha investigación ( $f'_m = 350 \text{ kg/cm}^2$ )

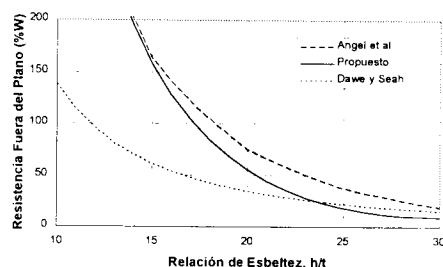


Figura 11. Comparación de diferentes modelos para la Predicción de la Resistencia del Muro Fuera del Plano

De otra parte, Rubiano (1995) encontró que el método propuesto también se compara satisfactoriamente con los métodos desarrollados anteriormente, para el caso de mampostería de resistencia normal ( $f'_m$  menor de  $100 \text{ kg/cm}^2$ ). En la Figura 12, se muestra la resistencia a cargas perpendiculares al plano del muro (en función del peso propio del muro), estimadas con base en la Ecuación 7, para diferentes geometrías de un panel cualquiera (en términos del cociente  $L/h$ ), en función de la relación de esbeltez ( $h/t$ ).

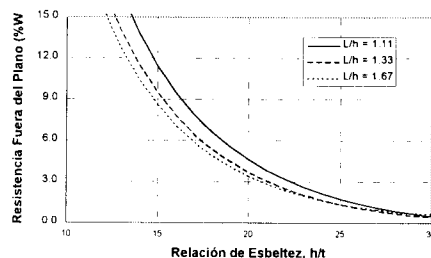


Figura 12. Predicción de la Resistencia del Muro Fuera del Plano Usando la Ecuación 7

De la observación de la Figura 12 es claro que para relaciones de esbeltez de 25, en el mejor de los casos el muro resiste únicamente el doble de su propio peso. Teniendo en cuenta que en pisos superiores de edificios de varios pisos las aceleraciones en la base del muro pueden llegar a ser varias veces la aceleración de la gravedad, se concluye que su resistencia puede no ser suficiente para sismos



fuertes. Además, debe recordarse que las resistencias calculadas en la Figura 11 no incluyen reducciones por daño previo en el muro ni incluyen ningún factor de seguridad.

Por lo tanto, se recomienda usar una relación de esbeltez de los muros diafragmas  $h/t$  de 15 a 20. En este caso la resistencia fuera del plano sería mayor a tres veces el peso propio, dando suficiente margen de seguridad. El capítulo D.8 del CCCSR-84 (AIS, 1984) sin embargo, permite relaciones de esbeltez de hasta 25.

## CONCLUSIONES

Los resultados de un reciente programa de ensayos dinámicos sobre muros diafragmas, realizados por el USACERL, han sido presentados. En estos ensayos, varias series de movimientos sísmicos simulados fueron aplicadas a los especímenes, tanto paralela como perpendicularmente a su plano, usando una mesa vibratoria.

Entre los principales resultados, se encontró que los pórticos con muros de relleno resistieron, en la dirección paralela a su propio plano, hasta dos y media veces la capacidad de los pórticos sin relleno, además de soportar un gran número de ciclos histeréticos sin colapsar. Sin embargo, la rigidez de los muros diafragmas se redujo a aproximadamente un tercio de su valor inicial, luego de

los ensayos sísmicos.

Para los ensayos con cargas sísmicas perpendiculares al plano de los muros agrietados, se aplicaron cargas de entre 6 y 10 veces el peso propio del panel sin llevarlos al colapso. El panel reparado resistió alrededor del doble del cortante aplicado al muro agrietado, para el mismo nivel de daño. Así mismo, la rigidez del panel se duplicó después de repararlo.

A la investigación experimental le siguió un estudio teórico llevado a cabo en la Universidad de Texas en Austin, en el cual se utilizaron varios modelos matemáticos para idealizar los especímenes de ensayo. En primer lugar, el comportamiento de los muros bajo carga monotónica en su plano fue analizado por medio del método de los elementos finitos (programa FEM/I) y luego dinámicamente en el rango inelástico (programa LPM/I). En ambos casos la respuesta experimental fue reproducida aceptablemente, excepto por los desplazamientos.

Seguidamente, se evaluaron varios modelos simplificados de riostra diagonal equivalente. Para el diseño de muros diafragmas ante cargas sísmicas paralelas a su plano, se recomienda el uso del método las riostras equivalentes siguiendo el procedimiento propuesto por Stafford Smith (Figura 6 y Ecuaciones 2 y 3) para estimar la rigidez inicial del pórtico equivalente. En el caso de cargas cíclicas (como las debidas a sismos fuertes) se recomienda, con base

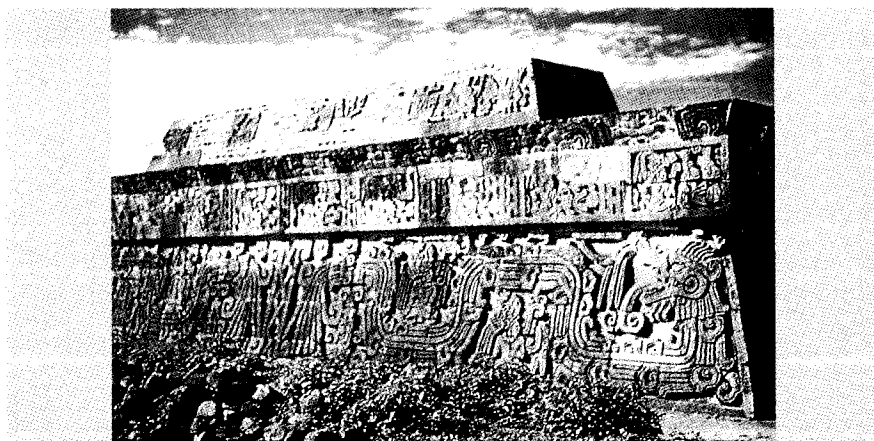
en los resultados experimentales, reducir la rigidez a un tercio de su valor inicial. La resistencia de las riostras equivalentes, por su parte, se puede estimar usando el método de Holmes, modificado de acuerdo con la Ecuación 4.

Finalmente, para evaluar la resistencia fuera del plano de los paneles, se recomienda el uso de la Ecuación 7, para relaciones de esbeltez menores a 30. Sin embargo, debido a la baja resistencia de los muros con relación de esbeltez mayor a 20, se sugiere limitar ésta a 20 o menos.

## IMPLICACIONES PARA DISEÑO Y PAUTAS PARA INVESTIGACION FUTURA

Con base en los resultados experimentales expuestos arriba, es clara la influencia estructural de los muros de relleno sin refuerzo, en el comportamiento de los pórticos de concreto reforzado ante movimientos sísmicos. Esto confirma resultados experimentales anteriores obtenidos bajo cargas laterales estáticas. Por lo tanto, el efecto de dichos muros no debe ser despreciado durante el análisis y diseño de la estructura, a menos que se utilice alguna técnica constructiva que los separe efectivamente de las vigas y columnas del pórtico.

No obstante, la rigidez y resistencia de los muros diafragmas puede aprovecharse estructuralmente para aumentar la capacidad del pórtico. De hecho, los métodos de análisis y diseño presentados en este artículo pueden utilizarse para estimar la rigidez y resistencia de los paneles individuales en su plano y su resistencia fuera del plano. Sin embargo, deben tenerse en cuenta las limitaciones en la relación de esbeltez del panel (de la cual depende la capacidad fuera del plano) y el hecho de que en las investigaciones no se han ensayado muros con aberturas (lo que implica que estos deben usarse con reservas).



Finalmente, investigación adicional es necesaria para establecer con mayor precisión el efecto del agrietamiento pre-existente en el panel, debido a cargas anteriores paralelas o perpendiculares al plano, sobre su resistencia. Debe estudiarse, además, la resistencia de los muros a cargas sísmicas simultáneas en las direcciones paralela y perpendicular a su plano.

## AGRADECIMIENTOS

El estudio analítico descrito en este artículo fue llevado a cabo en el «Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory» de la Universidad de Texas en Austin por los dos primeros autores, bajo la supervisión del tercer autor.

El soporte técnico y financiero para el desarrollo de la investigación fue suministrado en parte por el «U.S. Army Construction Engineering Research Laboratories» (USACERL), bajo la dirección de Steven Sweeney.

El primero de los autores agradece la ayuda económica de la «Fundación Para el Futuro de Colombia (COLFUTURO)», gracias a la cual pudo adelantar sus estudios de maestría en la Universidad de Texas en Austin.

Información adicional sobre la investigación presentada en este artículo puede obtenerse del primer autor via Internet por: nrubiano@mail.utexas.edu.

## REFERENCIAS

1. Anderson, C. (1984). «Arching Action in Transverse Laterally Loaded Masonry Wall Panels.» *The Structural Engineer*, Vol. 62B, pp. 12-23.
2. Angel, R., Abrams, D., Shapiro, D., Uzarski, J. y Webster, M. (1994). «Behavior of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills.» *Civil Engineering Studies, Structural Research Report No. 589*, University of Illinois, Urbana, Marzo de 1994.
3. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1984). *Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes*. Bogotá, Colombia: AIS.
4. Bashandy, T., Rubiano, N. R. y Klingner, R. E. (1995). «Evaluation and Analytical Verification of Infilled Frame Test Data.» *PMSFEL Report No. 95-1*, The University of Texas at Austin, Marzo de 1995.
5. Dawe, J. L., Schriver, A. B. y Sofocleous, C. (1989). «Masonry Infilled Steel Frames Subjected to Dynamic Load.» *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 16, Diciembre de 1989, pp. 877-885.
6. Dawe, J. L. y Seah, C. K. (1989). «Out-of-Plane Resistance of Concrete Masonry Infilled Panels.» *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 16, Diciembre de 1989, pp. 854-864.
7. Ewing, R. D., El-Mustapha, A. y Kariotis, J. C. (1987). «FEM/I: A Finite Element Computer Program for the Nonlinear Static Analysis of Reinforced Masonry Building Components.» *Report No. 2.2-1 EKEH* (Revised 1990).
8. García, L. E. y Yamin, L. E. (1994). «A Review of Masonry Construction in Colombia.» en D. P. Abrams (Editor), *Masonry in the Americas*. SP-147. Detroit, EE. UU: American Concrete Institute, pp. 283-305.
9. Holmes, M. (1963). «Combined Loading on Infilled Frames.» *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* (25), pp. 31-38.
10. Kariotis, J. C., Rahman, A. M. D., Wafqi, O. M. y Ewing, R. D. (1992). «LPM/I Version 1.03: A Computer Program for the Nonlinear, Dynamic Analysis of Lumped Parameter Models.» *Report No. 2.3-4, EKEH*.
11. Kwan, A. K. H. y Xia, Q. (1995). «Shake-Table Tests of Large-Scale Shear Wall and Infilled Frame Models.» *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, Vol. 110, No. 1, pp. 66-77.
12. McDowell, E. L., McKee, K. E. y Sevin, E. (1956). «Arching Action Theory of Masonry Walls.» *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 82, Paper 915, pp. 915-1 - 915-18.
13. Page, A. W. (1978). «Finite Element Model for Masonry.» *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 104, No. ST8, Agosto de 1978, pp. 1267-1285.
14. Paulay, T. y Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons.
15. Riddington, J. R. y Stafford Smith, B. (1977). «Analysis of Infilled Frames Subjected to Racking with Design Recommendations.» *The Structural Engineer*, Vol. 55, No. 6, pp. 263-268.
16. Rubiano, N. R. (1995). «Behavior of Reinforced Concrete Infilled Frames under Dynamic Loading: Part 2.» Thesis presented to The University of Texas at Austin in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Engineering.
17. Stafford Smith, B. (1966). «Behavior of Square Infilled Frames.» *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 92, No. ST1, Febrero de 1966, pp. 381-403.
18. Stafford Smith, B. y Coull, A. (1991). *Tall Building Structures: Analysis and Design*. New York: John Wiley & Sons.
19. Thiruvengadam, V. (1985). «On the Natural Frequencies of Infilled Frames.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, pp. 401-419.
20. Thomas, R. D. y Klingner, R. E. (1990). «Behavior of Infilled Frames.» *Capítulo 4 de Limit States of Masonry*. The Masonry Society, Boulder, Colorado.

